平成１９年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書
助成番号　：平成２０年　１月２９日付　第０７―　４号
研究開発項目：（指定②）「港湾・空港のアセットマネジメントに関する研究」に関するもの

振動計測による空港高盛土の健全度診断技術の開発とアセットマネジメントへの応用

平成２１年４月３０日

広島大学大学院工学研究科
一　井　康　二

１．研究開発の概要

本研究開発では, 盛土の排水機能を非破壊で検査し, 空港高盛土の降雨および地震に対する健全度を診断する技術を検討した. そして, 健全度診断に基づいて, 降雨および地震の作用を考慮したアセットマネジメント手法を展開した.

本研究で検討したアセットマネジメント手法は, 図 1-1 に示すとおりである. 従来の耐震設計においては, 当該施設のおかれた地震環境（地震危険度）に応じた耐震設計を行い, 初期の耐震安定性を確保するのみであった. しかし, 実際には, 排水機能の劣化に伴い, 当該地域の降雨量に応じて耐震安定性が変動する. これは、地震リスクが時間的に変動していることを示しており, 一定以上に劣化が生じている場合には耐震補強あるいは排水機能の機能回復（機能更新）が必要となる.

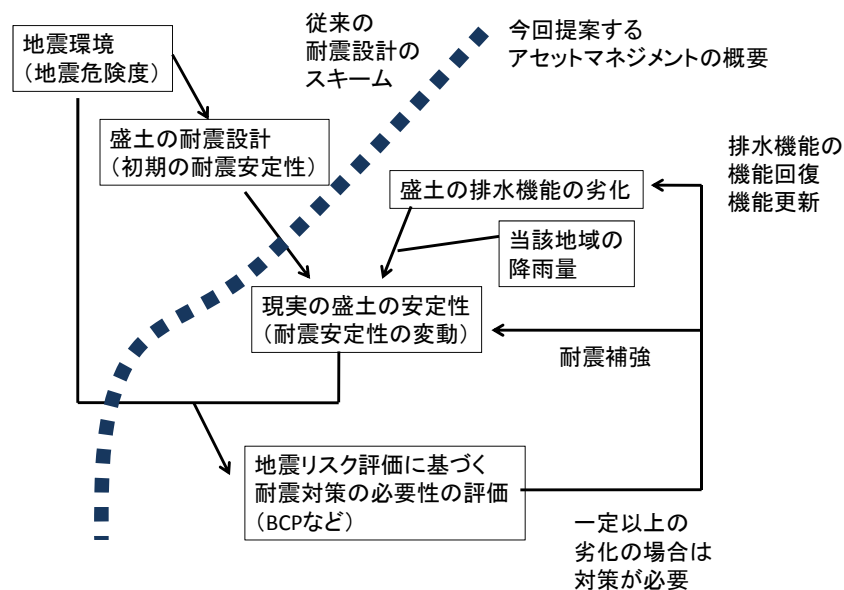



図 1-1　本研究で対象とした盛土のアセットマネジメントのイメージ

以下，上記のアセットマネジメントを実現するために検討した各要素技術の検討結果を報告する.

２．降雨による盛土の固有振動数の変化の検討

本研究では，降雨による盛土の振動特性の変化をモニタリングすることを前提としている．ここで，振動特性としては種々のものが考えられるが，まず最も簡単に測定できるものとして，固有振動数に着目した．

すなわち，実際の地面では，降雨によって地盤の飽和度が上昇し，それの伴い湿潤密度の増加が生じる。そして，湿潤密度が増加することにより地盤の固有振動数に何らかの変化が生じる可能性がある．そこで，動的ＦＥＭ解析により，湿潤密度の増加による地盤の固有振動数の変化を検討した．

２．１　解析の主要設定項目

解析を行うにあたり，設定した項目について示す．

①入力加速度

本検討では，基盤に加速度一定の正弦波を振動数 0.1～1.0Hz は 0.1Hz 刻み，1.5Hz と 2～10Hz は 1Hz 刻みで変化させ，増幅率から盛土の固有振動数 f を算定した．なお，盛土の固有振動数付近では刻みを更に小さくして入力した．図 2-1 に入力加速度の一例を示す．

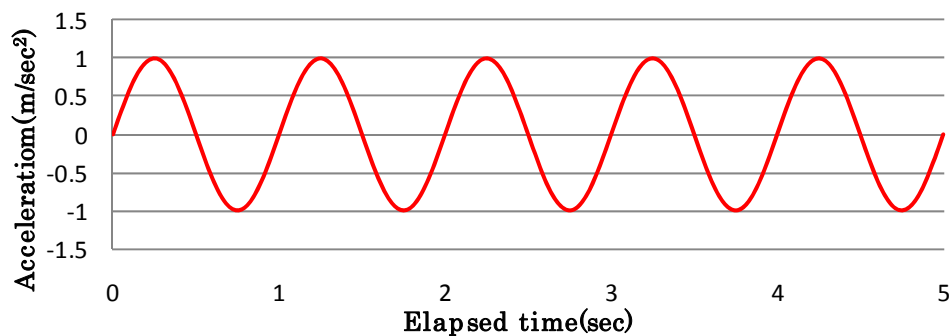



図 2-1　入力加速度の一例（f=1.0Hz のとき）

②解析モデル

図 2-2 及び図 2-3 に解析対象断面の土層区分とメッシュを示す．また表 2-1 及び表 2-2 に解析地盤定数と盛土の解析定数を示す．解析プログラムとしては FLIP（Ver.7.1.3））を用いた．原地盤の解析定数は，液状化による構造物被害予想プログラム FLIP（Ver.6.0.6）の取扱説明書 [1]に記載されている盛土構造物の例題で使用されているものを用いた．また，盛土部の解析定数は，原地盤のせん断波速度（V_S=220m/sec）に対して盛土部のせん断波速度がおよそ半分になるように設定した．簡単のため，盛土は線形弾性体を仮定している．なお，原地盤は応力 - ひずみ関係が双曲線モデルで表現されるマルチスプリングモデルである．今回の目的では原地盤も線形弾性体で十分であったが，ここでは参考文献の例題を参照してパラメータを仮定した．

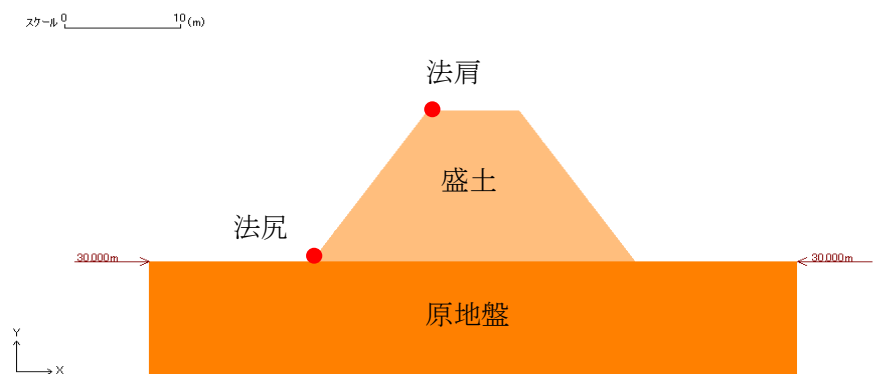



図 2-2　解析対象断面の土層区分

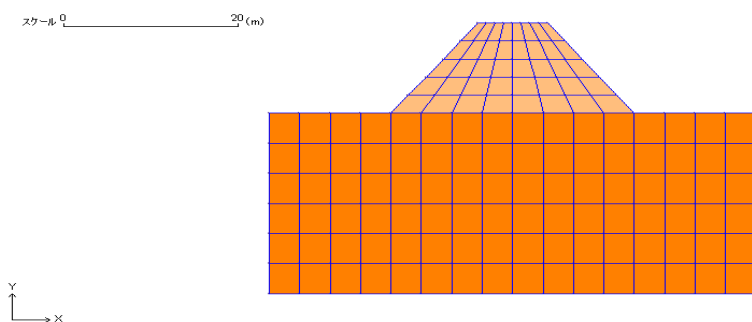



図 2-3　解析対象断面のメッシュ

表 2-1　原地盤の解析定数

湿潤密度	間隙率	平均有効拘束圧	初期せん断剛性	体積弾性係数	ポアソン比	内部摩擦角	粘着力	最大減衰定数
ρ_t	n	σ_{ma}'	G_{ma}	K_{ma}	ν	ϕ_f	c	h_{max}
[t/m^3]		[kPa]	[kPa]	[kPa]		[deg]	[kPa]	
1.900	0.400	98.0	86000	224000	0.333	40.0	5.0	0.240

表 2-2　盛土の解析定数

ヤング率	ポアソン比	湿潤密度
E	ν	ρ_t
[kPa]		[g/cm^3]
44300	0.333	1.662

③解析の順序

解析では，重力加速度を作用させ，地盤を初期応力の状態にする初期自重解析を行った後，その結果を用いて地震応答解析を行った．両解析フェーズは同じ構成則を用いており，与えた解析地盤定数も同じである。底面は粘性境界とし，側面は粘性境界により自由地盤部と結合している．

地震応答解析での時間積分法は Wilson の θ 法（θ ＝1.4）を用いている．

２．２　解析方法及び結果

本検討では，降雨による地盤物性の変化を飽和度の上昇，すなわち湿潤密度の増加のみであるとし，湿潤密度を変化させた場合の盛土の固有振動数の変化に着目した.解析方法としては，まず，基盤加速度として加速度一定の正弦波を振動数毎に入力し，図 2-2 に示した法肩・法尻における最大加速度を求めた.そして各振動数における盛土法肩及び法尻での最大加速度の比を伝達関数とし，そのピーク振動数を盛土の固有振動数とした.

降雨により盛土地盤の飽和度が一様に上昇したと仮定し，その飽和度に対応する湿潤密度をパラメータとして変化させた.仮定した湿潤密度と飽和度の関係を表 2-3 に示す.

表 2-3　地盤物性と変化させた湿潤密度と飽和度の関係

パターン	土粒子密度	間隙比	飽和度	湿潤密度
	ρ_s	e	Sr	ρ_t
	[g/cm^3]		[%]	[g/cm^3]
①	2.650	0.85	0	1.432
②			25	1.547
③			50	1.662
④			75	1.777
⑤			100	1.892

図 2-4～図 2-8 に各パターンにおける盛土法肩及び法尻の加速度応答スペクトルと伝達関数を示す.また，図 2-9 及び図 2-10 に固有振動数と飽和度の関係と固有振動数と湿潤密度の関係を示す。そして，表 2-4 に各パターンにおける固有振動数の変化率を示す.

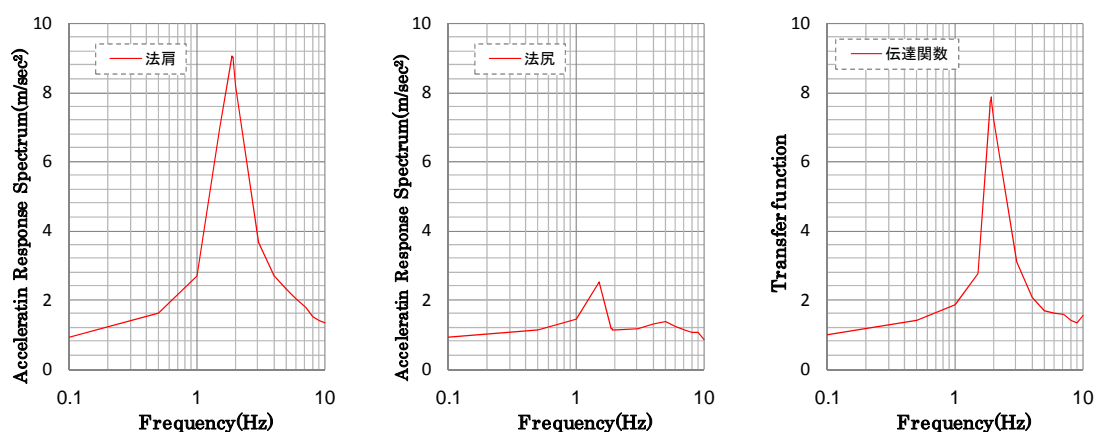



図 2-4　パターン①
左図：法肩の加速度応答スペクトル
中図：法尻の加速度応答スペクトル
右図：伝達関数（法肩/法尻）

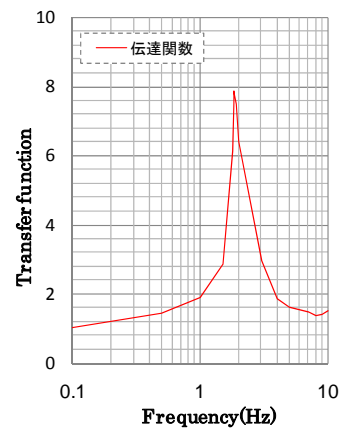
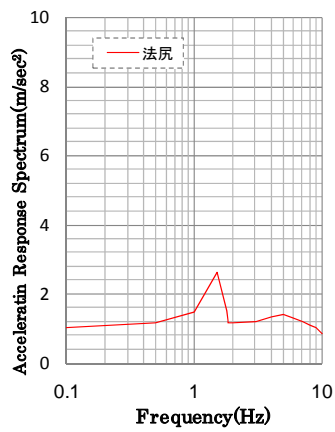
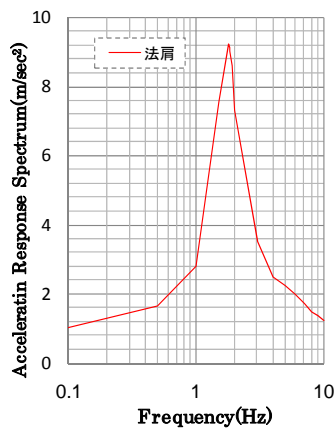



図 2-5　パターン②

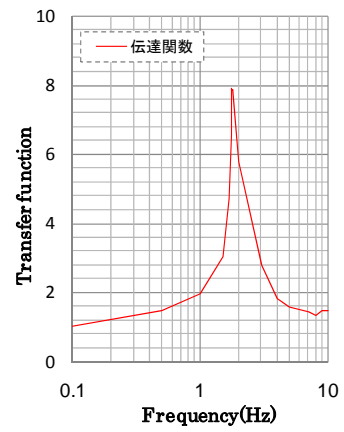
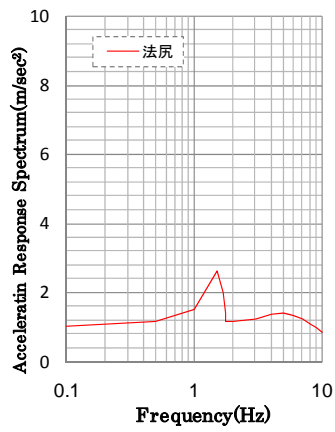
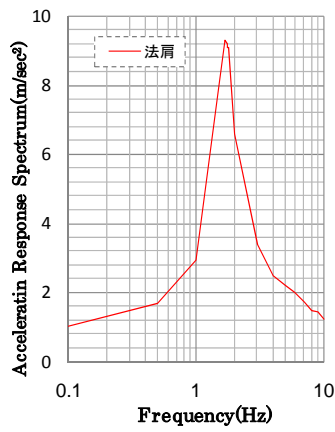



図 2-6　パターン③

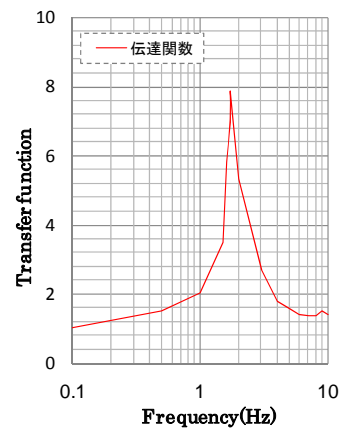
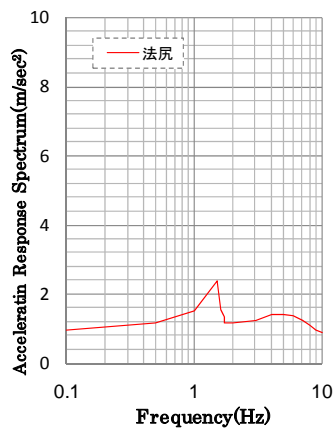
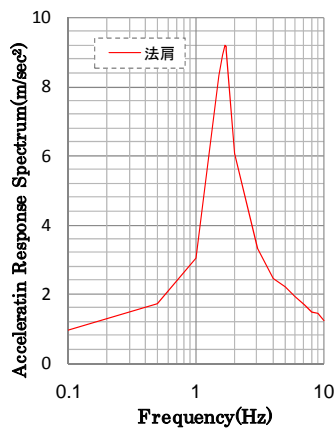



図 2-7　パターン④

左図：法肩の加速度応答スペクトル

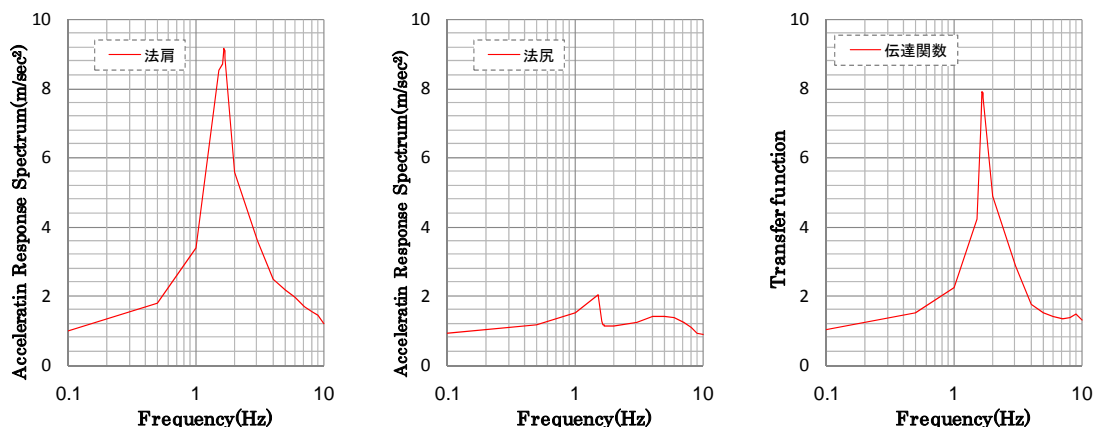
中図：法尻の加速度応答スペクトル

右図：伝達関数（法肩/法尻）

図 2-8　パターン⑤
左図：法肩の加速度応答スペクトル
中図：法尻の加速度応答スペクトル
右図：伝達関数（法肩/法尻）

図 2-10 に示すように湿潤密度を増加させると盛土の固有振動数が小さくなることがわかる．そして，表 2-4 に示す固有振動数の変化の程度は小さいものの，変化率でいえば 3～13%と大きな値であり，常時微動計測の安定性からすると十分に検知できるレベルであると考えられる．

なお，ここでは降雨の浸透ではせん断波速度は変化しないと仮定している．この点については，野外で小規模な実験を実施したが，計測の不備等により，明瞭な結論は得られなかった．しかし，一般的な知見に従い，せん断波速度は変化しないものと考えることが妥当であると考えられる．

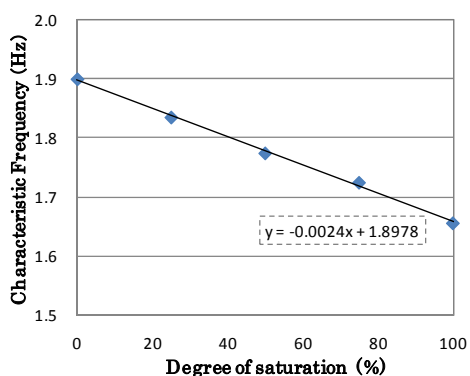



図 2-9　固有振動数と飽和度　の関係

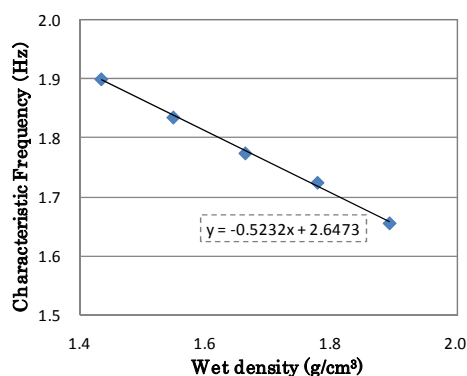



図 2-10　固有振動数と湿潤密度の関係

表 2-4　各パターンと固有振動数の変化率

パターン	飽和度	湿潤密度	固有振動数	変化率※
	Sr	ρt	f	Δf
	[%]	[g/cm³]	[Hz]	[%]
①	0	1.432	1.900	−
②	25	1.547	1.835	−3.4
③	50	1.662	1.774	−6.6
④	75	1.777	1.724	−9.3
⑤	100	1.892	1.655	−12.9

※ $\Delta f = 100\left\{\frac{f}{1.900} - 1\right\}$

３．排水機能の健全度が盛土の耐震性に及ぼす影響についての解析的評価法

一般の盛土の耐震設計では，設計条件で与えられた地盤条件での検討を行うのみであり，降雨等により地盤物性が変化することについてはほとんど考慮されていない.例えば，既往の動的遠心模型実験において，水の影響により盛土の耐震性が著しく低下することが報告されているが，いずれも盛土内に地下水位が形成される程度の水量を想定している[2),3),4)].しかしながら自然斜面における土壌水分量の連続観測記録等によれば，斜面内に地下水位が確認されるのは，年間４～５回程度という報告[5)]もあり，盛土内に地下水位が形成された状態で強震動を受けることは稀であると考えられる.

これに対し，地下水位が形成されない程度の人工降雨に対しても，有意に盛土の耐震性が低下することが，振動台実験[6)]により報告されている.そこで，この既往の振動実験を動的解析プログラム FLIP によりシミュレートし，排水機能の健全度が盛土の耐震性に及ぼす影響について解析的に評価方法を検討した.

３．１　既往の振動台実験の概要

まず,解析の対象とした振動台実験の概要を説明する.実験は 1G 場の振動台実験であり，盛土断面とその計測状況は図 3-1 に示すとおりである.盛土高さは 1.2m であるが，施工上の都合により 0.8m については嵩上げすることで対処している.その結果，基盤が傾斜した盛土となっている.盛土材料にはまさ土を使用し，密度管理のもとで作成している。盛土材料の単位体積重量γ_tは 16.17t/m³および含水比 w は 9%(飽和度 Sr は 32%)である.盛土の変形計測については，法肩における水平および鉛直方向にレーザー変位計を配置している.

実験では，降雨の有無による耐震性能を比較検討するため，写真 3-1 に示すように同一形状の盛土を２体同時に作成し，同写真奥側の盛土のみに写真 3-2 に示す降雨装置により人工降雨を与えた後，同時加振された.

降雨強度は 95mm/h 程度であり，断続的な計 20 分間の降雨である.図 3-2 は加振実験終了後の盛土内における含水比の分布であり，降雨の影響により天端部，斜面部表面，法尻部では 15%以上の含水比(飽和度 Sr で約 53%以上)まで上昇している.入力振動波形は，１・２回目は 1999 年台湾集集地震における観測波を時間軸で 1/5 および 1/3 にしたもの，３回目は 5Hz の正弦波 20 波である.

図 3-3 は天端における累積変形量の分布である。降雨によって盛土の耐震性が低下することは明瞭であり，残留変形量にしてワンオーダー程度の差異がある.

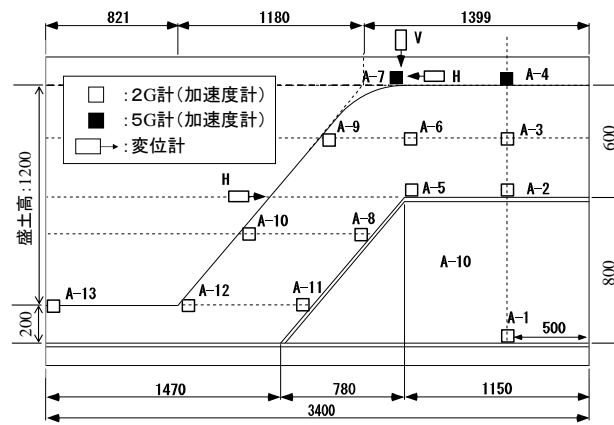



図3-1　模型盛土の概要6)

写真3-1　模型盛土全景（製作過程）6)

写真3-2　降雨装置6)

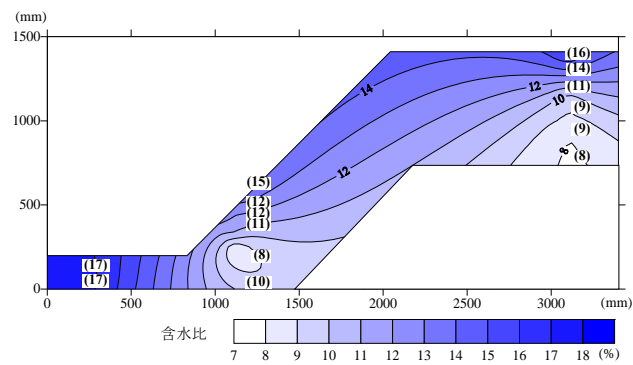



図3-2　振動実験後の含水比の分布[6)]

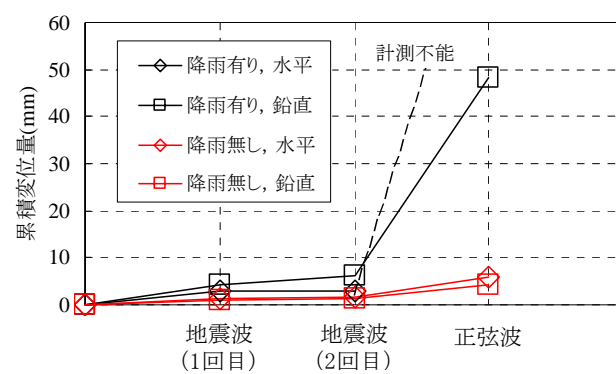



図3-3　盛土天端の累積変形量[6)]

３．２　数値解析モデルの概要（提案手法の詳細）

本検討では，二次元 FEM 逐次非線形解析手法として，解析コード FLIP[1),7)]を用いた. この解析手法は，運動方程式の復元力項に非線形履歴モデルを適用し，直接積分法による時刻歴応答解析により非線形解析を行うものである. FLIP は，土のせん断応力ーせん断ひずみモデルとして，多数の仮想的な双曲線型バネで構成されているマルチスプリング・モデル [8)]を履歴減衰の大きさを任意に調節可能なように拡張している. またせん断剛性については，拘束圧依存性およびせん断面のひずみ依存性を考慮している. 各ステップの動的解析は，解析における盛土の残留変位が十分に落ち着くのを確認してから，盛土内の最終的な応力変形状態を保持して次ステップの動的計算に移行した.

表-1 に設定した解析パラメータの一覧表を示す. 基盤は，剛な弾性体とした. 盛土材料については, 同じ種類のまさ土による既往の土質試験結果 [9)]を参考に試行計算などを実施することなく，順解析的に適切な解析パラメータを設定した. まさ土の内部摩擦角 φ'は飽和度 Sr にあまり依存しないものの，粘着力 c'は飽和度 Sr の増加に伴い減少することが報告 [10)]されている. それを基に間隙比 e=0.75 時における飽和度 Sr と粘着力 c'の関係を整理したものを図 3-4 に示す. 表 3-2 は降雨有のケースにおける含水比 w，飽和度 Sr，単位体積重量 γ_t，粘着力 c'に関する一覧表である。粘着力 c'は基準値である 8kPa に対して，図 3-4 より飽和度 1%の増加により粘着力 c'が 0.18kPa 低下するとして粘着力を計算した. なお, 内部摩擦角 φ'については, 降雨有ならびに降雨無のケースともに 31deg. で一定値とした.

入力地震動としては，振動台で観測された再現波形を採用した. 下記および図 3-5 に示すとおり加振波は３波形であり，降雨有のケースと降雨無のケースでは同じである.

- 加振１回目：1999 年台湾集集地震の観測波（時間軸：1/5 縮小波）

- 加振２回目：1999 年台湾集集地震の観測波（時間軸：1/3 縮小波）

- 加振３回目：固有周波数 5Hz の正弦波（波数：20）

図 3-6 に有限要素解析モデルを降雨無のケースおよび降雨有のケースについて示す。降雨の影響の有無によるメッシュ構成に差異はない. 初期応力解析は，側方を鉛直ローラー，底面を固定とした単純な自重計算とし，施工過程に従う多段階解析などは実施していない.

動的解析についても同様に，傾斜基盤底面は剛基盤として水平・鉛直方向ともに固定，側方は水平方向は固定，鉛直方向は自由とした. 動的解析における微小計算時間増分は，実験時のサンプリング周期に合わせて 0.0009766 秒とした。レーレー減衰は初期剛性比例型を採用し，対象盛土の一次固有振動数(25Hz)に対して 1%の減衰とした.

表 3-1　共通の解析パラメータ [9)]

まさ土	解析入力定数	せん断弾性係数	G	(kPa)	23500	福政ら(2001)
		体積弾性係数	K	(kPa)	76300	福政ら(2001)
		ポアソン比	ν	(-)	0.37	福政ら(2001)
		湿潤密度	ρ_t	(t/m^3)	1.6	福政ら(2001)
		粘着力	c'	(kPa)	8.0	福政ら(2001)
		内部摩擦角	ϕ'	(deg.)	31.0	福政ら(2001)
		間隙率	n	(-)	0.429	$n=e/(1+e)$
	解析前提条件	含水比	w	(%)	9.0	一井(2005)
		飽和度	S_r	(%)	32.0	一井(2005)
		乾燥密度	ρ_d	(t/m^3)	1.468	$\rho_d=\rho_t/(1+w/100)$
		比重	G_s	(-)	2.666	$G_s=S_r \times e/w$
		間隙比	e	(-)	0.75	一井(2005)
傾斜基盤	解析定数	ヤング率	E	(kPa)	1.0×10^{10}	剛な弾性体
		ポアソン比	ν	(-)	0.33	一般値
		密度	ρ	(t/m^3)	2.0	剛な弾性体

表 3-2　降雨有のケースにおける解析パラメータ

	含水比 w (%)	飽和度 S_r (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力[注)] c' (kPa)
	9	32.0	15.7	8.0
	11	39.1	16.0	6.7
	12	42.7	16.1	6.1
	13	46.2	16.3	5.4
	14	49.8	16.4	4.8
	15	53.3	16.5	4.1
	16	56.9	16.7	3.5
	17	60.4	16.8	2.9

注）基準粘着力c'=8kPaに対して，飽和度S_r=1%の増加により粘着力c'が0.18kPa低下するとして計算

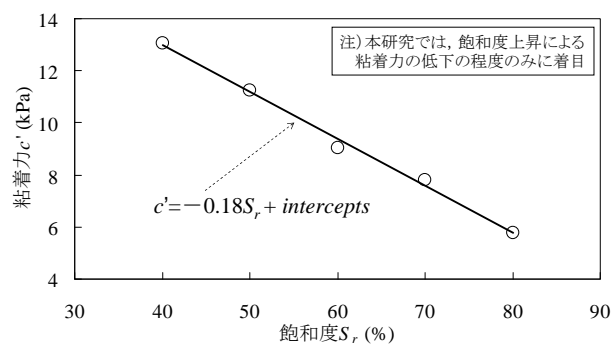



図 3-4　飽和度と粘着力の関係（Athapaththu ら [10)] を一部加工）

降雨有のケースでは，図 3-2 で示した実験終了後の盛土内の含水比分布を参考にゾーニングを行い，各エリアの含水比 w に対応する単位体積重量 γ_t および粘着力 c’をそれぞれ割り付けた(表 3-2 参照).盛土内の含水比分布については，実験後しか測定が行われていないが，人工降雨終了から試料採取までの時間は約３時間程度と短時間であるため，盛土内の含水比分布形状に及ぼす影響は比較的小さいものと考え，実験終了後における含水比分布を動的解析では初期値として採用した.

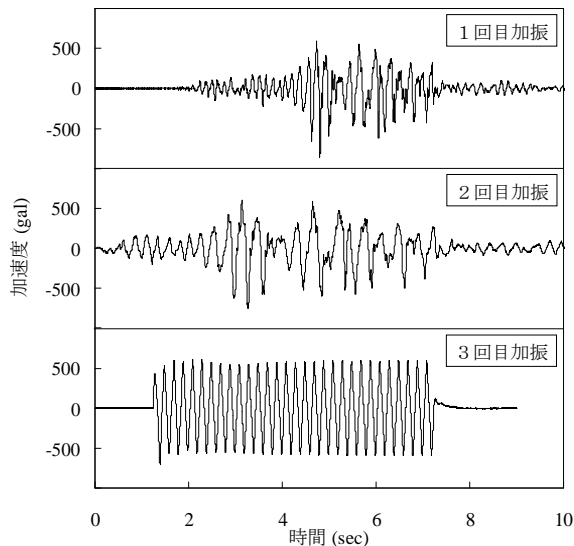



図 3-5　入力地震動の加速度時刻歴

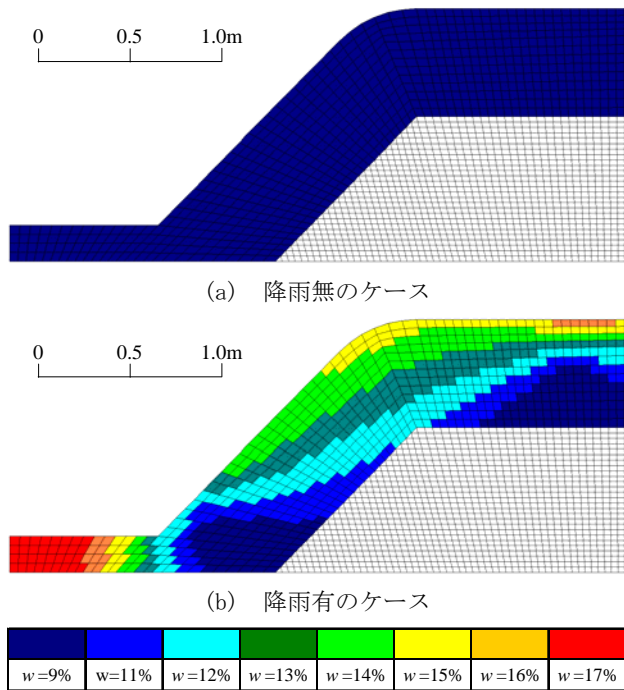



図 3-6　有限要素解析モデル

３．３　数値解析結果と実験結果の比較（提案手法の適用性）

解析結果を実験結果と比較分析するにあたり，評価指標が必要となる.しかし，振動台実験では斜面内部に埋め込んだ加速度計といえども地盤変形による傾斜の影響がある可能性も大きく，斜面内部の応力状態や変形機構を適切に把握することは困難である.

そこで本検討では，実験において法肩部にクラックが発生していること，被災事例においても法肩の崩壊事例が多いこと，解析においても法肩付近でのひずみが大きくなっていること(つまり実験と被災事例と解析で変形モードが表面上は一致していること)から，法肩の変位(時刻歴および残留値)を評価指標とした.

図 3-7，図 3-8，図 3-9 は加振１，２，３回目における法肩における応答変位の時刻歴について振動台実験結果と FLIP による計算結果を比較したものである.

まず，実験結果の概要を述べると，加振１回目(卓越振動数 15Hz の入力波形)では，降雨の影響により残留変位量が若干大きくなっている.

加振２回目(卓越振動数 9Hz の入力波形)では，降雨が残留変位量に及ぼす影響が加振１回目と比較して顕著に表れていない。これは，盛土の固有振動数(25Hz)に比べて加振周波数が大きく外れており，変形が増加するほど入力が大きくなかったためであると思われる.

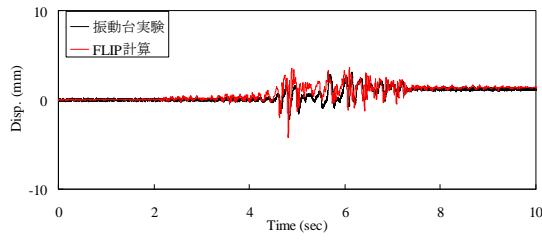
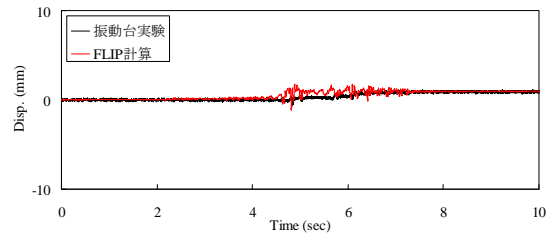
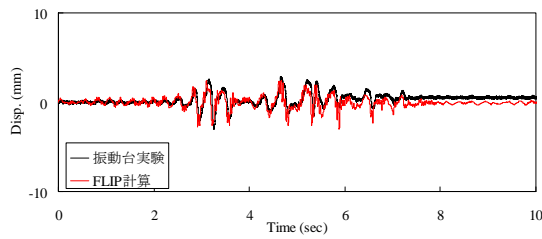
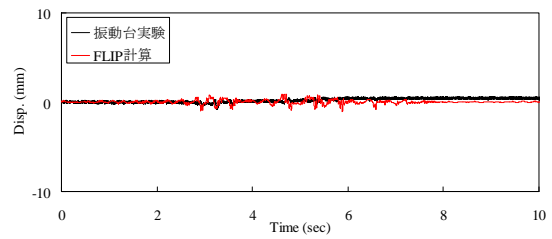
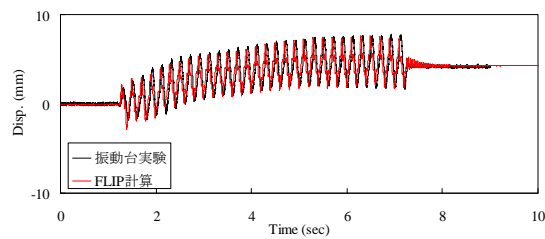
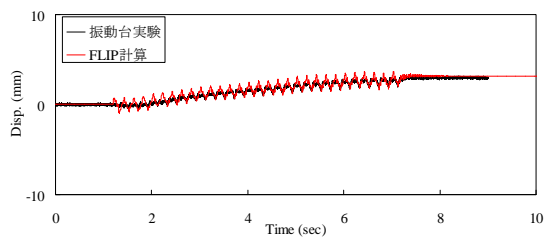
加振３回目(5Hz の正弦波入力)においては，降雨の有無による差違が非常に顕著に表われており，残留変形量にしてワンオーダー程度の差異があることを確認できる.なお，図 3-9 における降雨有と降雨無のケースでは，縦軸にあたる変位のオーダーが異なっていることに留意されたい.

上記の実験結果に対し，図 3-7，図 3-8，図 3-9 に示すように加振１回目(図 3-7)および加振２回目(図 3-8)では，降雨有のケースの水平方向の再現性が上下方向に比べ若干劣っている.この理由としては，変位計のターゲットが過剰に弾性応答した可能性がある.しかし，この点を除けば，地盤の不整形性の影響などを考慮すれば，実験結果と解析結果は，応答変位波形のピークのタイミングや幅，残留変位量などが比較的よく合っている.加振３回目(図 3-9)では，計測不良であった水平方向の降雨有のケース(図 3-9(c))を除いて実験結果と解析結果がほぼ一致している.

これらの結果を踏まえれば，局所的に見れば実験結果と計算結果による差異があるが，全体的には両者の地震応答変位の傾向はよく一致している.よって地下水位が形成されるほどの降雨でなくても，降雨は盛土の耐震性に影響することが人工降雨による振動台実験ならびに FLIP による動的解析の両面から説明することができた.

すなわち，本提案モデルは，降雨による盛土の耐震性低下を定量的に評価可能なモデルとして有望であるといえる.ただし，実務に用いるためには，実スケールの盛土の解析事例なども増やし，さらなる検証を行う必要がある.

図3-7　法肩における変位応答時刻歴の比較【加振１回目】

図3-8　法肩における変位応答時刻歴の比較【加振２回目】

（a） 降雨無のケース・水平方向
（b） 降雨無のケース・上下方向
（c） 降雨有のケース・水平方向
（d） 降雨有のケース・上下方向

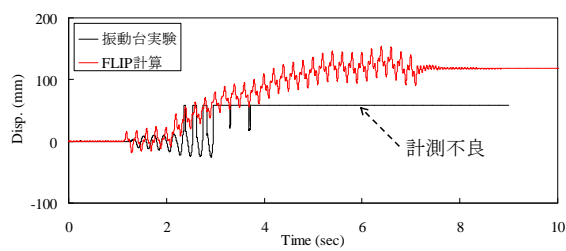
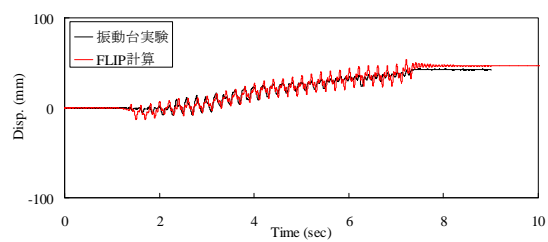



図 3-9　法肩における変位応答時刻歴の比較【加振３回目】

４．盛土の固有振動数と盛土の安定性の指標の関係について

次に，モニタリングによって実際に盛土の固有振動数を把握できた場合の応用面を検討する.具体的には，降雨による地盤物性の変化として地盤の飽和度に応じた湿潤密度の変化に着目し，斜面安定性の簡易モデルにより評価される安全率の変化と，固有振動数の対応関係を検討した。また，これらの指標の変動が，盛土の排水機能に依存することを示した.

４．１　降雨による斜面安定性の簡易モデル

降雨による斜面安定性の簡易モデルを次のように考える.まず，地表面の傾斜角θとすべり面の傾斜角αが等しく，一定の厚さの表土層が無限に分布する無限長斜面を考える.図4-1に仮定した無限長斜面を示す.

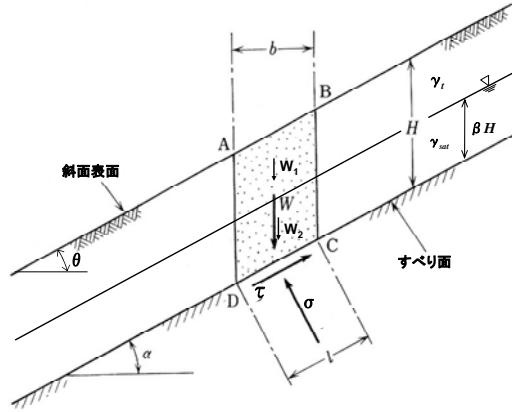



図4-1　無限長斜面

ここでは降雨により土の含水量の増加することによるせん断応力の増加と浸透水による土の強度低下を表層厚に対する地下水位の割合βにより表現する.

まず，降雨により斜面内に雨水が浸透し，図4-1に示すようにすべり面からβHだけ水位が上昇した時の斜面の安定性について考える.

単位幅当たり（ℓ=1のとき）の土の重量WはW_1とW_2の和であり，式（4.1）のようになる.

$$\begin{cases} W_1 = \gamma_t (1-\beta) H \cos\alpha \\ W_2 = \gamma_{sat} \beta H \cos\alpha \end{cases} \text{より}$$

$$W = W_1 + W_2 = \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma_{sat}\beta\} H \cos\alpha \tag{4.1}$$

この時，すべり面に垂直な応力σとすべりを起こそうとする力Sは式（4.2），（4.3）のようになる.

$$\sigma = W\cos\alpha = \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma_{sat}\beta\} H \cos^2\alpha \tag{4.2}$$

$$S = W\sin\alpha = \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma_{sat}\beta\} H \sin\alpha\cos\alpha \tag{4.3}$$

無限長斜面で浸透水がある場合流線網は図4-2のようになる.図4-2のように流線は斜面と平行と仮定すると，等ポテンシャル線は斜面及びすべり面に垂直となる.図 4-2 の場合，

すべり面における水頭は aa’=$z\cos^2\alpha$ であり，すべり面上での間隙水圧 u は式（4.4）のようになる．

$$u = \gamma_w \beta H \cos^2 \alpha \qquad (4.4)$$

ここに，γ_w：水の単位体積重量である．

よって，すべり面に垂直方向の有効応力 σ’は式（4.5）のようになる．

$$\sigma' = \sigma - u = \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma' \beta\} H \cos^2 \alpha \qquad (4.5)$$

したがって，土のせん断強度 τ は式（4.6）のようになる．

$$\tau = c + \sigma' \tan\phi' = c + \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma' \beta\} H \cos^2 \alpha \tan\phi' \qquad (4.6)$$

安全率 F の定義は，すべりを起こそうとする力に対するすべりに抵抗する力の比であるので安全率 F は式（4.7）のようになる．

$$F = \frac{c + \{\gamma_t (1-\beta) + \gamma' \beta\} H \cos^2 \alpha \tan\phi'}{\{\gamma_t (1-\beta) + \gamma_{sat} \beta\} H \sin\alpha \cos\alpha} \qquad (4.7)$$

今，斜面は砂質土で構成され，粘着力はゼロで内部摩擦角のみによって抵抗力が発揮されると仮定すると，安全率 F は式（4.8）で与えられる．

$$F = \frac{\gamma_t (1-\beta) + \gamma' \beta}{\gamma_t (1-\beta) + \gamma_{sat} \beta} \cdot \frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \qquad (4.8)$$

ここで近似的に $\gamma_t \fallingdotseq \gamma_{sat}$ とすると，

$$F = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w \beta}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \qquad (4.9)$$

降雨により斜面内に雨水が浸透すると地下水位が形成され，地下水面が地表面と一致したと仮定すると，β=1.0 となることから，β=1.0 を式(4.9)に代入すると安全率 F は式(4.10)のようになる．

$$F = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \qquad (4.10)$$

飽和した砂の単位体積重量を $\gamma_{sat} \fallingdotseq 20\mathrm{kN/m^3}$ $(2.0\mathrm{t/m^3})$ とすると，$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \fallingdotseq 10\mathrm{kN/m^3}$ $(1.0\mathrm{t/m^3})$ となり，安全率は著しく小さくなる．図 4-3 に地下水位の上昇に伴う斜面のすべり安全率の低下について示す．図 4-3 に示すとおり地下水位の上昇，つまり β の増加に伴って安全率が低下する．地下水位が下端にある場合に比べ，地下水位が地表面まで上昇すると安全率が 2 分の 1 まで下がっていることがわかる．

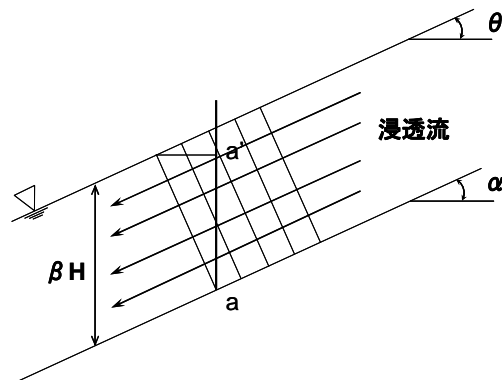



図 4-2　浸透流のある無限長斜面

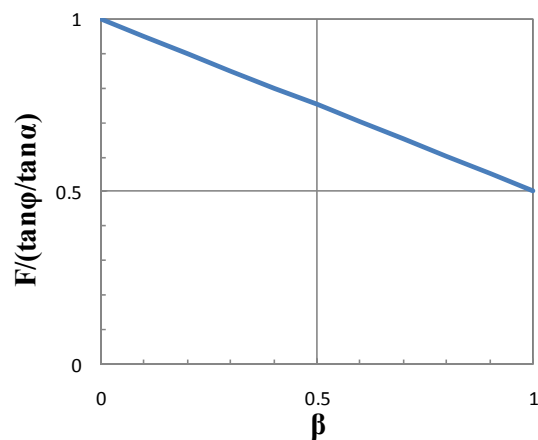



図 4-3　地下水位の上昇と安全率の低下

この表層厚に対する地下水位の割合βは地盤の排水機能及び降雨強度に関係していると考えられる. 本研究ではこの地下水位上昇率βをパラメータとして降雨による斜面の安全率低下と，盛土斜面の固有振動数の変化の関係を検討する. なお，上記のモデルでは降雨の浸透に伴い，サクションの低下が生じて見かけの粘着力が減少する効果は考慮されていない. したがって，実際の安定性の低下は上記のモデルよりも大きいものと思われるが，定量的な評価は土質条件により異なるため難しく，検討から除外した.

４．２　地盤の排水機能の相違による安定性の変動

降雨による地下水位の上昇はその地盤の排水機能と降雨量及び降雨強度に依存していると考えられる. ティーハ [11)] は，自然斜面における雨水浸透・流出の原位置観測により地下水位の上昇速度は降雨強度に比例して変動することを確認している. 図 4-4 に降雨強度と地下水位上昇速度の関係について示す. この例では地下水位は降雨強度の 8.3 倍の速度で上昇することがわかる. そこで本研究では，降雨による地下水位上昇速度は降雨強度に比例するとして，斜面の安定性の変動についての検討を行った. 表 4-1 に安全率の算定に用いた地盤の物理特性について示す.

ここで，地盤の排水機能の相違については実効雨量と呼ばれる雨量指標を用いた. 地表に降った雨は，土中に浸透・滞留することにより，盛土等の斜面を崩壊に至らせる. この土中に滞留した雨水は，地中深くに浸透したり，地表面から蒸発したりすることにより時間の経過とともに減少する. 実効雨量は，この地中に滞留した水分量の収支特性を表現するパラメータに含む雨量指標である. 減少係数は貯留量が半分となる時間（半減期）と関連付けて表現される. 半減期とは過去に降った雨の影響度が半分に減少するのに要する時間であり，半減期が長いほど水が地盤内に蓄積されることを表す. 本研究では，この半減期の設定により斜面の排水機能の健全・不健全を表現した. 実効雨量は式（4.11）により定義される.

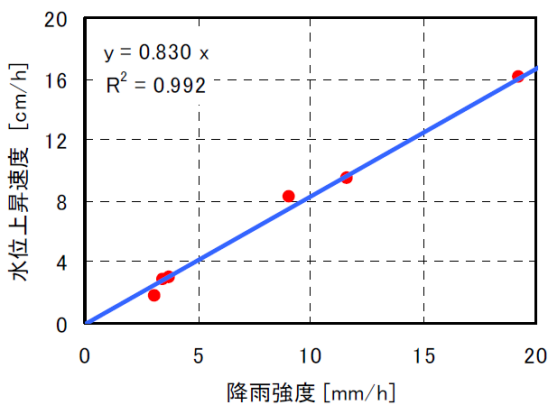



図 4-4　降雨強度と地下水位上昇速度の関係 [11)]

表 4-1　算定に用いた地盤の物理特性

表層厚H	傾斜角	γ_t	γ_{sat}	γ_w	γ'	c	ϕ
[m]	[deg]	[kN/m^3]	[kN/m^3]	[kN/m^3]	[kN/m^3]	[kN/m^2]	[deg]
5.0	30.0	16.3	18.5	9.8	8.75	10.0	30.0

$$R_t = r_t + \alpha r_{t-1} + \alpha r_{t-2} + \cdots + \alpha^n r_{t-n} + \cdots \alpha^\infty r_\infty$$

$$= r_t + \alpha R_{t-1} \qquad (4.11)$$

こで，R_t：時刻 t における実効雨量
r_t：時刻 t における降雨強度
α ：減少係数　　$\alpha = 0.5^{1/H}$
H：半減期

本研究では，排水機能の健全な場合と不健全な場合の半減期をそれぞれ 1.5 時間，72 時間と設定した. これは，広島県では短期降雨指標として半減期 1.5 時間を使用し，長期降雨指標としては半減期 72 時間を使用して警戒避難基準を設定しているためである. 図 4-5 に検討例として想定した降雨量データを示す. この雨量データは検討のために任意に与えた降雨量である. 図 4-6 に図 4-5 の降雨量データを用いて計算した実効雨量を示す.

図 4-6 に示すように，降雨のない日においても実効雨量は，ゼロリセットされることなく，時間とともに少しずつ減少していくことがわかる. また，半減期の違いにより実効雨量の減少の割合に大きな変化が出ていることもわかる. このことから地盤の排水機能の健

全・不健全がうまく表現されていると考えられる.

この実効雨量データと前述の無限長斜面を用いて排水機能の健全・不健全の二つの場合における斜面の安定性について検討を行った. ここではまず, 図 4-6 に示す実効雨量から実効雨量における降雨強度を計算した. そして前述した通り, 降雨による地下水位上昇速度は降雨強度に比例すると仮定した. 地下水位は降雨強度の 10 倍の速度で上昇すると仮定し, 降雨強度に係数 10.0 を乗ずることにより地下水位 βH を算出した. なお, 図 4-4 の例では 8.3 倍の速度であり, 条件により異なることを踏まえると, それほど不合理な仮定ではない. 図 4-7 に実効雨量から算出した安全率の時間的変化を示す. なお, 図 4-7 では安全率が 1 を切るが, 表 4-1 に示した仮想的な斜面を対象としており, 実被害とは関連していない.

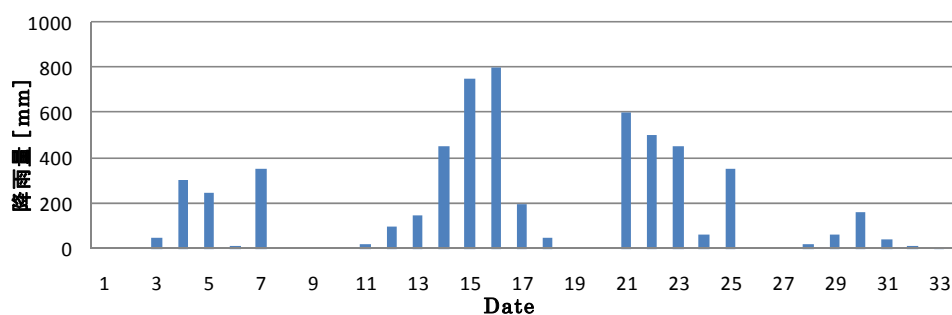



図 4-5　想定した降雨量データ

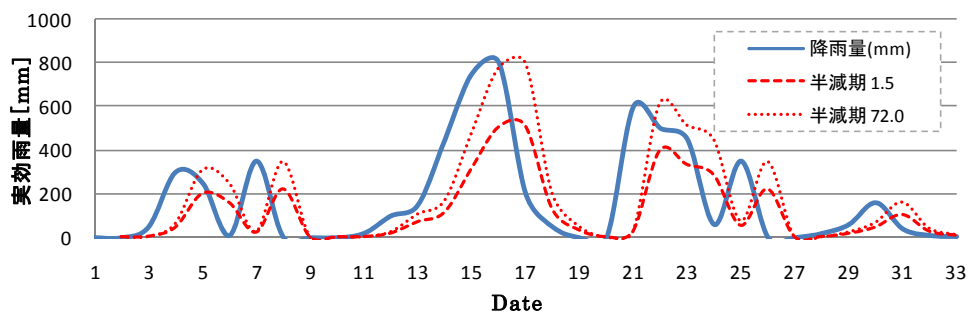



図 4-6　算定した実効雨量の推移

図 4-7 に示すように安全率は時間とともに変化する. また，半減期の相違により安全率の変化の程度が異なっており，排水機能の健全・不健全による違いがうまく表現されていると考えられる.

次に，モニタリングの応用イメージとして，前述の湿潤密度と地盤の固有振動数の関係式から降雨による地盤の固有振動数の時間的変化について考察した. 式（4.12）に前述の動的解析から求めた固有振動数と湿潤密度の関係を示す.

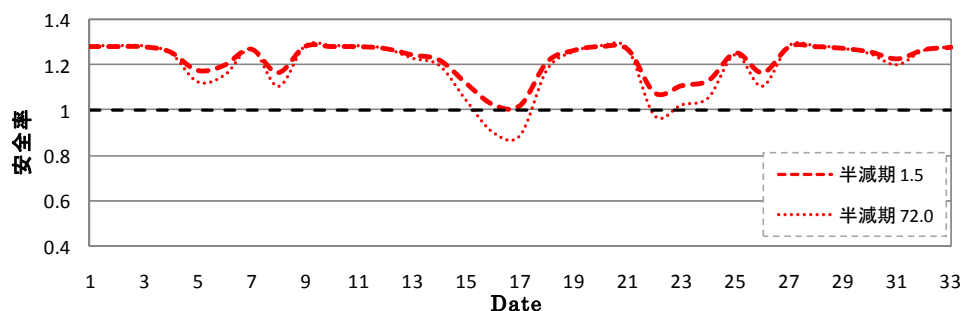



図 4-7　実降雨量から算出した安全率の時間的変化（係数=10）

$$f = 2.647 - 0.523 \times \rho_{tAVE} \tag{4.12}$$

ここで，f：固有振動数［Hz］

ρ_{tAVE}：湿潤密度［g/cm^3］

式（4.12）は図 2-2 に示した例題の盛土の解析結果に対して得られた式であり，本来の固有振動数は盛土の形状や物理特性に依存する. ここでは降雨による地盤の固有振動数の時間的変化の傾向をつかむための一例として上式を用いている. なお，式（4.12）における湿潤密度は盛土内で一定と仮定し，式（4.13）により算出した.

$$\rho_{tAVE} = \rho_t (1-\beta) + \rho_{sat} \beta \tag{4.13}$$

図 4-8 に降雨による地盤の固有振動数の時間的変化について示す. 地盤の固有振動数も斜面の安全率の時間的変化と同様に，降雨による地下水位の上昇により変動している. そして，排水機能の健全・不健全を半減期で表現した時，固有振動数の変化も異なっている.

つまり，この例に示すように地盤の固有振動数と地盤の排水機能は関係していることがわかる. したがって地盤の固有振動数のモニタリングが盛土斜面の安定性評価手法となり得る可能性が高いと考えられる.

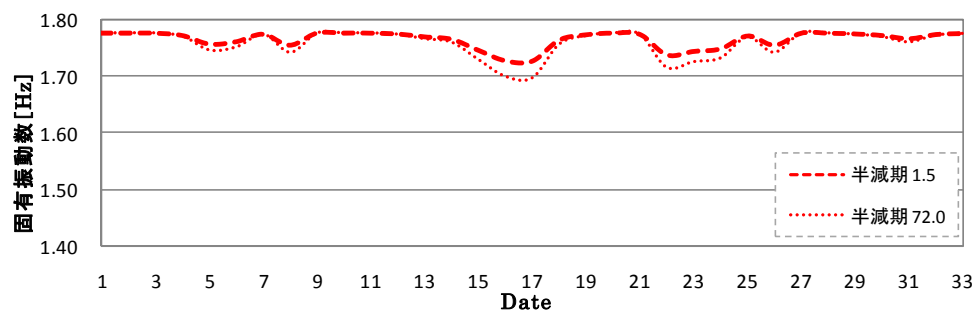



図 4-8　降雨による地盤の固有振動数の時間的変化

５．実被害を考慮した空港盛土のアセットマネジメントに関する課題

上記のとおり，地盤の固有振動数のモニタリングが盛土斜面の安定性評価手法となり得る可能性が高いことがわかった. また，実際の降雨データがあれば，排水機能の状況に応じて盛土の耐震性能の変動が評価でき，アセットマネジメントが可能となる.

しかし，既往の空港の地震被害を考慮すると，地盤変状に伴う滑走路等の舗装のクラック・段差が問題となる. したがって，単に盛土の安定性を評価するだけではなく，復旧に要する期間・労力・費用の観点から，次の項目を検討する必要がある.

・盛土の地震時の崩壊範囲：段差の発生位置等に影響

・盛土の地震時変位量：段差の量に関連

そして，これらの盛土の変形が影響を及ぼすものは盛土天端に位置する滑走路・誘導路等である. すなわち，コンクリートあるいはアスファルト舗装が行われており，その強度が崩壊範囲や変位量に影響を及ぼす. つまり，舗装のオーバーレイ等のメンテナンスの影響を含めて考慮しなければ，現実的な被災想定は行えない.

実際，2007 年能登半島地震において能登空港では, 滑走路にクラックが発生し、当日は供用が停止された [12]. つまり，空港の耐震性の指標の１つとして滑走路におけるクラック発生の有無やクラックの大きさなどがある. そして, それは舗装の状況に依存する. しかし, FLIP 等による動的 FEM 解析における舗装のモデル化には難しい点が残されており, 舗装の影響が耐震性照査において考慮されない場合が多い.

また，滑走路の舗装は, ある期間をサイクルとしてオーバーレイを繰返し行うことによって航空機や車両の走行性のレベルを維持している. 盛土の舗装厚によって地震時の滑走路の変状の程度は異なると考えられるため, アセットマネジメントにおいては, たとえ盛土を対象としていても，舗装の考慮が重要である.

残念ながら，今回の研究では舗装を考慮していなかったため，現実的なアセットマネジメントの提案は困難であると考えられる. なお，今後追加検討が必要な項目は，舗装の影響を考慮した滑走路の耐震性評価手法と, その評価結果に基づいた地震リスクの低減手法である。それらを加えたアセットマネジメントのイメージを図 5-1 に示す.

なお，これらの検討を行うためには，まず、能登空港の被災事例に基づいて，舗装の影響を考慮した滑走路の耐震性評価手法を開発するとよい. 2007 年能登半島地震により，能登空港(写真 5-1)では滑走路において多数のクラックが発生したことが報告されている. そこで，FLIP 等により能登空港の被災事例の再現解析を実施する. また，再現解析結果とアスファルトの要素試験結果に基づいて，アスファルト舗装におけるクラック発生のひずみレベルを把握し，評価指標を設定する. なお，再現解析の実施にあたっては，精度のよい入力地震動の設定が重要であり，2007 年能登半島地震発生後に行われた臨時の地震観測の記録などを用いるとよい [13].

評価手法が確立した後には，舗装厚や地震動レベルを変化させたパラメトリックスタディを実施することで，耐震性の変動を把握する. 図 5-2 は舗装オーバーレイによる舗装厚，維持コスト，地震発生時の損失(地震リスク)のイメージである. 舗装オーバーレイは，定期的に実施されるが、実施間隔により維持費は変動するものと予想される. 一方で，地震発生時の損失(地震リスク)も補修の実施間隔により変動する. すなわち，これらの要因を総合的に取り扱い，合計して得られる総費用の最小化手法を取りまとめればよい.

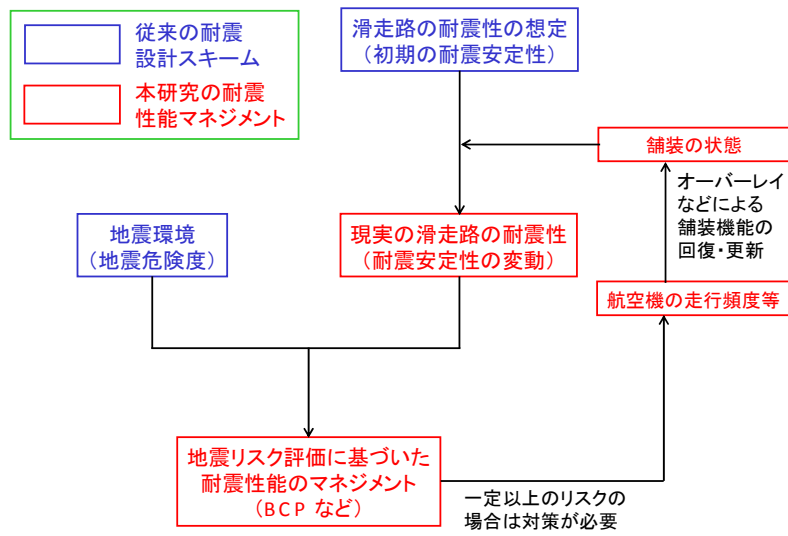



図 5-1　舗装も考慮したアセットマネジメントのイメージ

写真 5-2　対象フィールドとなる能登空港と滑走路クラック発生状況 [12)]

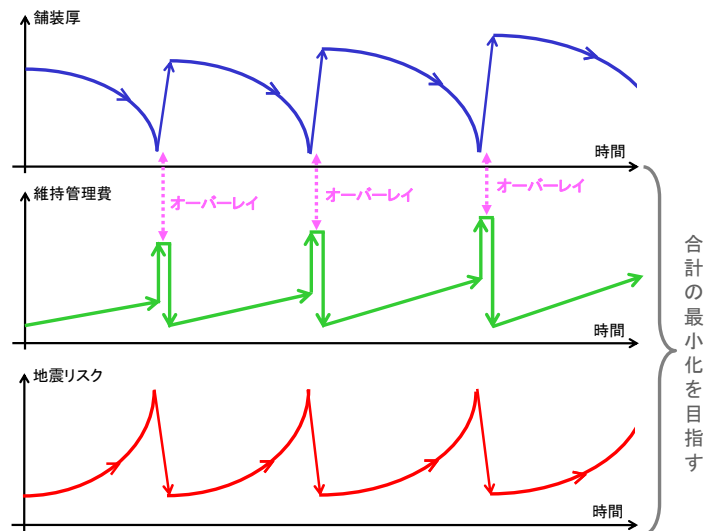



図 5-2　舗装厚に伴う盛土の耐震性の変動と地震リスク評価への応用

６．実際の空港盛土における固有振動数の測定

本研究では，本来，空港滑走路で離発着する飛行機による振動を盛土上（法肩及び法尻）で計測し，盛土内の地盤の状態（降雨に伴う密度増加等）を反映した振動特性を解析する予定であった．計測イメージは図 6-1 のとおりである．

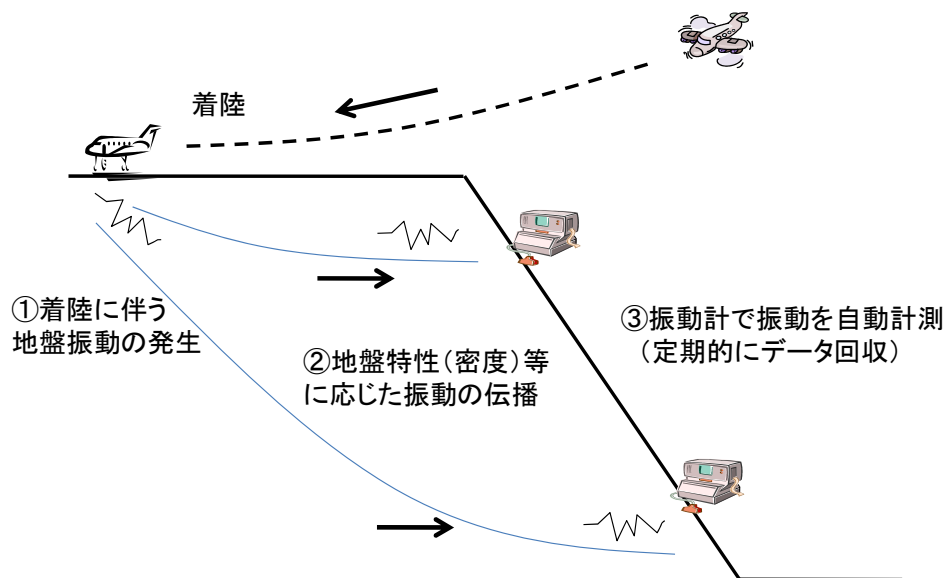



図 6-1　空港滑走路で離発着する飛行機による振動計測のイメージ

６．１　離発着時の振動計測結果

実際の飛行機の離発着の振動状況を広島空港で計測した．まずは，立ち入り制限区域外の芝生において，写真 6-1 のとおり計測を行った．

写真 6-1　広島空港における振動計測状況

実空港における振動計測の結果，飛行機の離陸時は，飛行機の車輪が地面を離れた直後に，傾斜した飛行機のジェット噴流が地面をたたく振動が大きく計測された．また，着陸時は，着陸時の衝撃ではなく，逆噴射による減速時の飛行機の振動が大きく計測された．どちらも，そのまま盛土の固有振動数の推定に用いるには課題があるように思われた．

なお，上記の計測は計測画面と飛行機の挙動を目視により検討した結果である.実際の飛行機の状況を画像計測し，振動と同期させて検討できるシステムがないため，定量的な評価は困難であった.

しかし，いずれにせよ，現在のシステムでは，離発着時の振動を入力とした計測は困難であった.

６．２　常時微動による検討

上記のとおり，離発着時の振動を入力とした計測は困難であったことから，常時微動計測の適用性を検討した.

計測には，物探サービス株式会社製の速度計（GEONET2-283D）を用いた。サンプリング周波数 100Hz で，300 秒間計測するものとした.計測に用いた微動計を図 6-2 に示す.

（a）真上　（b）側面

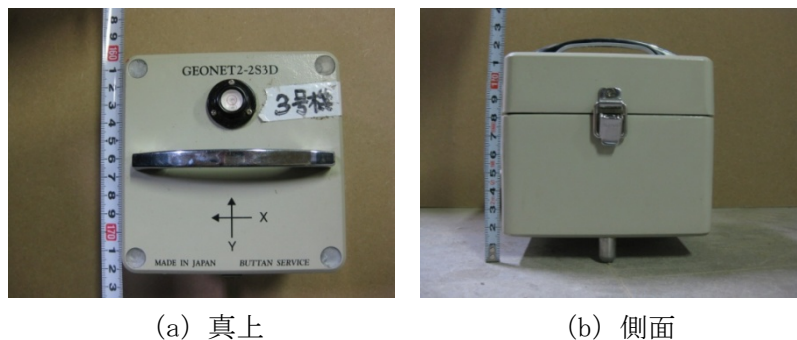



図 6-2　微動計

常時微動計測は，広島空港における最も大きな盛土の法肩部である.図 6-3 に常時微動計測により得られた常時微動速度波形（盛土縦断方向）を示す.これらの常時微動速度波形から，振幅が比較的安定している 40.96 秒間のデータを 6 区間選択し，この 6 区間のデータを解析対象とした.そして，選択した 6 区間のデータを高速フーリエ変換（FFT）しフーリエスペクトルを求め，バンド幅 0.10Hz の Parzen Window で平滑化を行った.次に，水平動フーリエスペクトルを上下動フーリエスペクトルで除して H/V スペクトルを算出した.ここで，水平動については盛土横断方向成分と盛土横断方向成分の二乗和の平方根としている.図 6-4 に 6 区間を相加平均したフーリエスペクトルを示し，図 6-5 に 6 区間を相加平均した H/V スペクトルを示す.

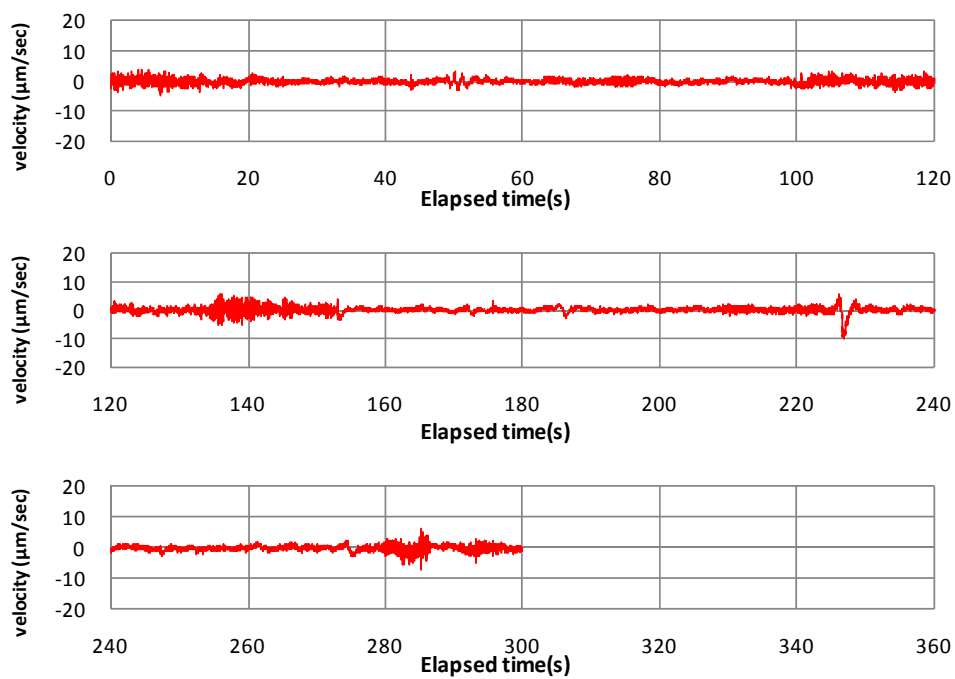



図 6-3　常時微動速度波形

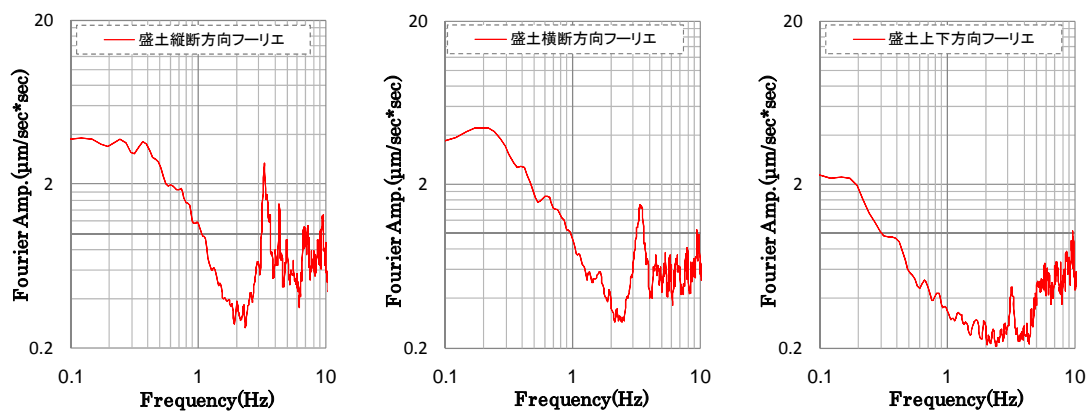



図 6-4　フーリエスペクトル

図 6-5 より 3.5Hz 付近にピークがあることがわかり，従来の理論に基づけば固有振動数が推定できているのではないかと考えられる．そして，計測を行った盛土は集水地形を埋めて作られており，降雨時には周辺から水が集まり飽和度が高くなると考えられる．そのため，上述の解析結果を参考にすると降雨時には固有振動数に数%程度の変化が生じる可能性があると考えられる．しかし，残念ながら今回の研究期間では，大きな降雨がその後生じなかったため，降雨時の固有振動数を計測することができなかった．今後，継続して，観測を試みる予定である．

なお，この観測地点では盛土のサイズが大きいなど検討条件が異なるため，上述の計算手法では簡単には変化量を算定できない．今後，定量的な変化量の推計方法を検討していく必要がある．

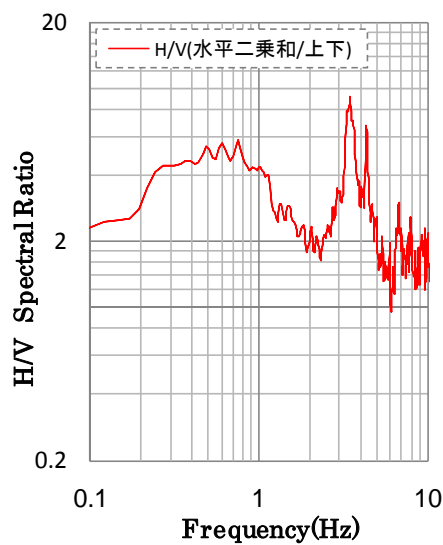



図 6-5　H/V スペクトル

７．盛土の補強工事の近隣地盤への影響評価に対する常時微動モニタリングの応用

実際に空港盛土のアセットマネジメントを実施する際には，盛土の耐震補強や排水機能の更新工事が必要となる．これらの補強工事には，盛土地盤の掘削を伴うため，近隣地盤を緩ませて想定外の問題を発生させる可能性がある．これらは一般に近接施工により生じる問題点であるが，これらの問題を防止する観点でも常時微動のモニタリングは有効であると考え，広島大学地盤工学研究室が開発した特殊治具によるモニタリングの適用性を実験的に検討した．

７．１　実験方法

実験は広島空港に隣接する公園内の盛土で行い，比較対象として常時微動の単点測定を治具の貫入地点から約50cmの位置で実施した．使用した盛土は約横50×幅3×高さ2.5mであった．実験手順を以下に示す．

① 盛土上の法肩から 1m の地点に治具を貫入深さ Le＝50cm まで貫入補助器具を用いて地盤に垂直に貫入させる．さらに、治具設置位置から約50mの地点の地表面に振動測定機を設置する．
② 治具を用いた常時微動測定を行う．
③ 盛土の法面を垂直になるように掘削する。掘削範囲は法肩から横 200×幅 50×深さ 100cm程度（図7-1）で、掘削はシャベルとつるはしを用いて行う．
④ 治具を用いた常時微動測定を行う．

実験風景を写真7-1～写真7-4に示す。

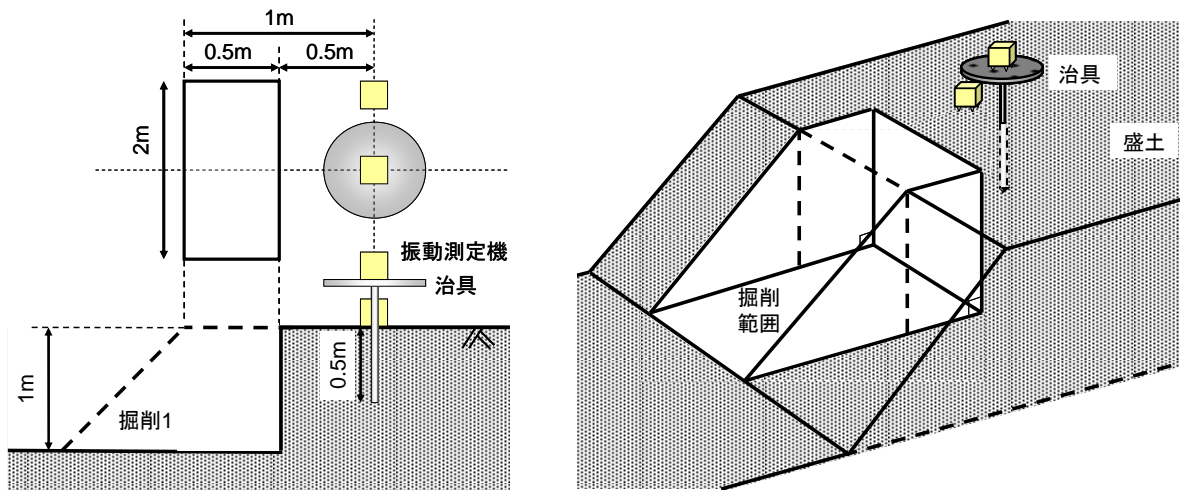



図7-1　掘削範囲の模式図

写真 7-2　実験に試用した盛土

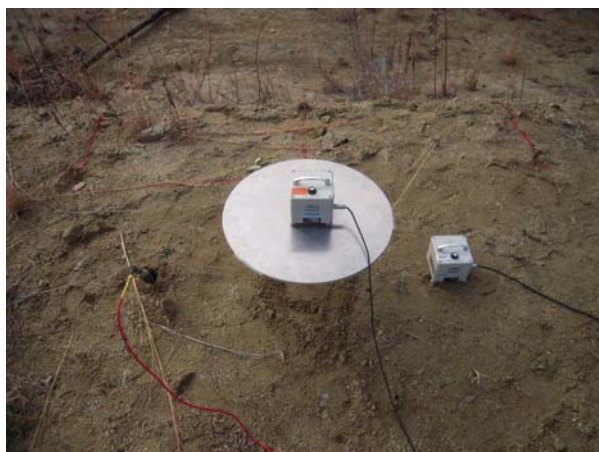
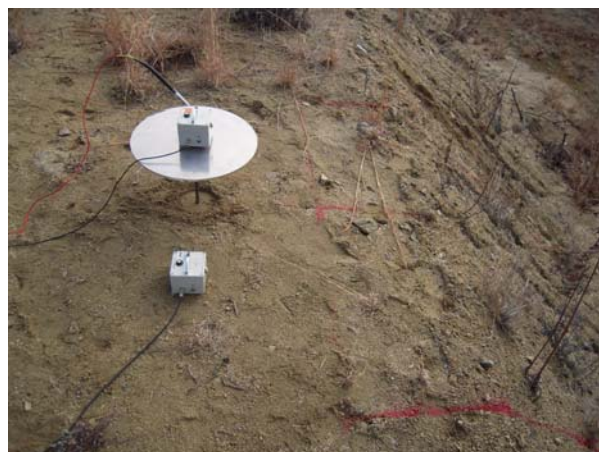
写真 7-3　掘削後の盛土の様子

(a)　正面

(b)　側面

写真 7-4　掘削前の常時微動計測状況

(a)　正面

(b)　側面

写真 7-5　掘削後の常時微動計測状況

７．２　実験結果と提案方法の適用性

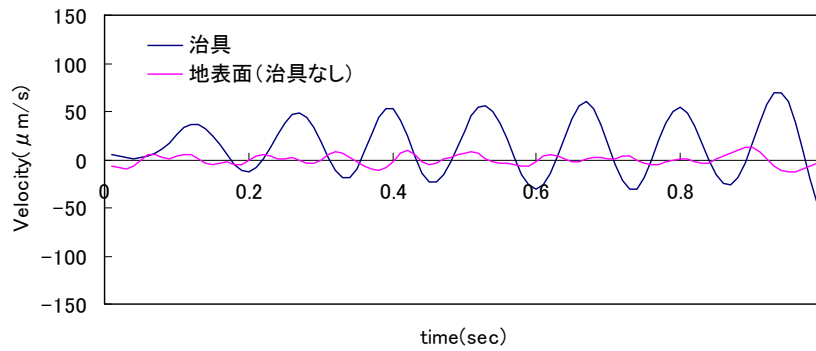
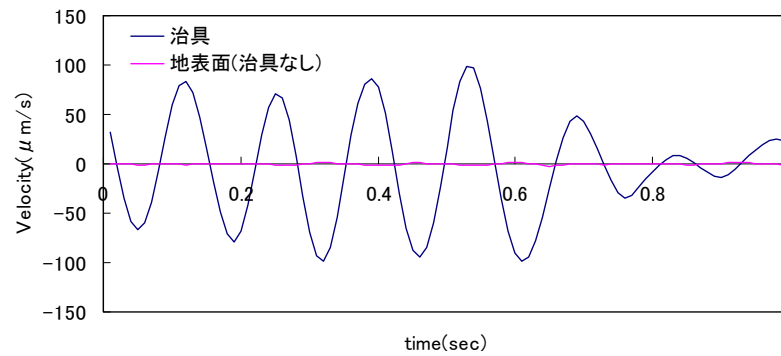
測定結果の一例として，掘削前後における掘削方向の速度時刻歴を図 7-2 に示す. 地表面に比べて治具を用いた常時微動測定の振幅が大きくなっているが，掘削前後で振幅に大きな差はない.

(a)　掘削前

(b)　掘削後

図 7-2　計測した振動の時刻歴（掘削方向成分）

図 7-3 (a)に治具を用いた場合，(b)に地表面に振動測定機を設置した場合における，それぞれの地盤状態での測定結果のフーリエ振幅スペクトル（掘削方向成分）を示す. 治具を用いている場合では非常に鋭いピークが出現している. また掘削前後では地表面のスペクトル形状が大きく異なり，明確なピークは確認できない. 図 7-4 に，図 7-3(a)で示したフーリエ振幅スペクトルのピーク部分を示す. 同図より，地盤の状態でピークの周期（卓越周期）が異なっていることが分かる.

(a)　治具あり　　　　(b)　地表面（治具なし）

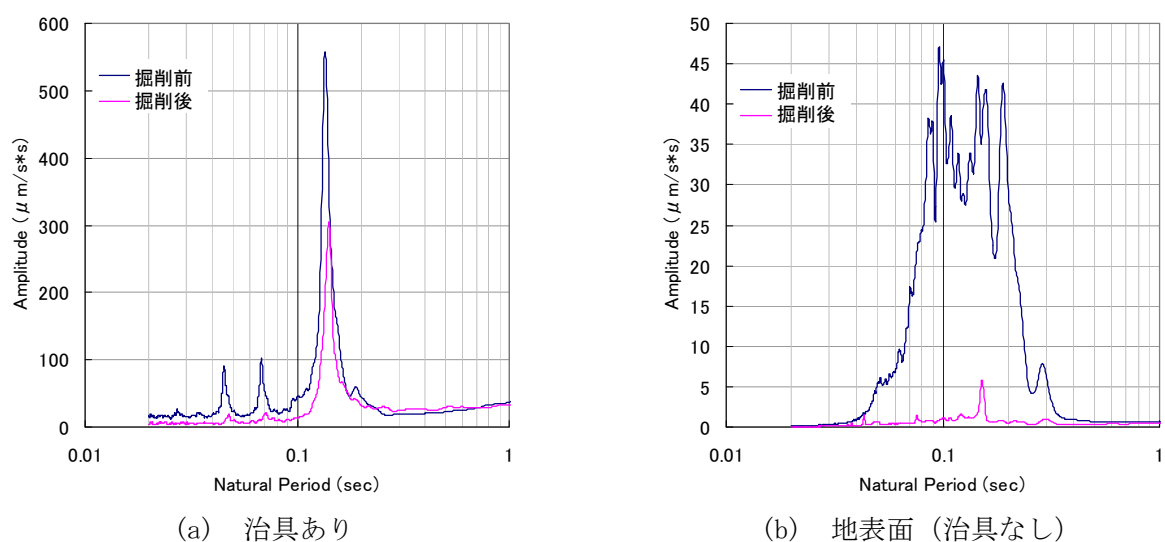
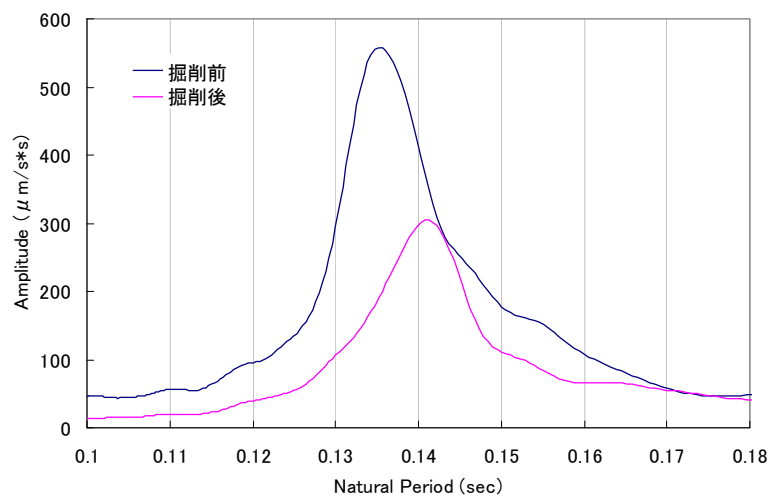



図 7-3　フーリエ振幅スペクトル

図 7-4　フーリエ振幅スペクトルのピーク部分（治具あり）

次に，掘削前，掘削後のそれぞれの状態における卓越周期を図 7-5 に示す. なお図中の誤差表示はフーリエ変換を行った 10 区間のばらつきを標準偏差で与えたものである. 図 7-5 より，掘削前から掘削後にかけて卓越周期が長くなっている. つまり，今回の特殊治具を用いた常時微動測定により盛土の掘削によって生じる地盤のゆるみを検知することができたと考えられる.

以上のように，治具を用いた常時微動測定を行えば，空港盛土の補強工事に伴う地盤掘削によって生じる地盤のゆるみを検知することができると考えられる. したがって，振動特性のモニタリングは，補強工事の適切な施工管理の目的にも適用できる可能性がある.

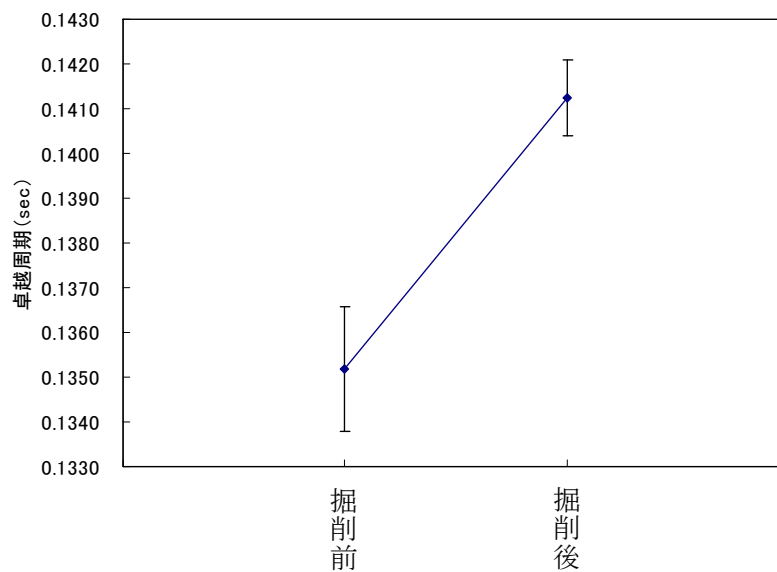



図 7-5　掘削前後における治具の卓越周期

８．まとめ

本研究の検討結果として得られた研究成果は下記のとおりである.

（１）盛土の排水機能の程度に応じて，盛土の固有振動数が変化する可能性が高いことを示した. 具体的には，高さ 15mの簡単な盛土のモデルを作成し，動的ＦＥM解析により，盛土の湿潤密度の変化に応じた固有振動数を算定した. このとき，湿潤密度の変化する範囲にも依存するが，固有振動数の変化量は数%から 10%程度に及び，常時微動の定点観測により評価可能なレベルであった.

（２）既往の模型振動実験結果により，地下水位が生じるレベルの降雨でなくても，盛土の耐震性は低下し，地震時に発生する変形量が大幅に増加する可能性があることがわかっている. この点に関して, 既往の実験結果に対する数値解析を行い, 解析的な検証を行った. ここで，モデル化としては，降雨による地盤の含水比の増加に応じて，湿潤密度を増加させ，さらに見かけの粘着力を低減させた. ここで，見かけの粘着力の逓減率は，広島大学内のががら山のまさ土に対する室内実験結果を援用した. 解析結果は，実験結果ときわめてよく整合し，排水機能の健全度が耐震性に及ぼす影響についての解析的評価法として有用であることを示した.（土木学会論文集に発表済 [14)]）

（３）実際の盛土の排水機能のレベルに関して，実効雨量と呼ばれる雨量指標の変動により表現する方法を提案した. 実効雨量では，過去の降雨の影響を半減期とよぶパラメータにより低減して考慮する. そこで，半減期の値を排水機能の指標として用いた. そして，降雨パターンに応じた実効雨量の変動パターンを例示し，このときの盛土の固有振動数の変動及び盛土の安定性の指標（ここでは長大斜面として計算した安全率）の変動を例示した. この検討結果を用いれば，固有振動数のモニタリングにより，斜面安定性の変動の評価，さらには安定性の変動特性を分析することにより，排水機能の健全度評価が可能となる.

（４）以上の検討により，降雨および地震の作用を考慮した空港盛土のアセットマネジメント手法に必要な要素技術の枠組みは完成した. しかし，実被害を考慮して，耐震補強工法等の検討を行うためには，盛土の変形に応じた滑走路の舗装の被害想定が重要となる. この点に関して，現在の解析技術では定量的な判断が困難な点が多く，アセットマネジメント手法を応用したＢＣＰの検討は実施できていない.

（５）実際の空港盛土の固有振動数の測定法を検討するため，実空港における振動計測を実施した。飛行機の離陸時は，飛行機の車輪が地面を離れた直後に，傾斜した飛行機のジェット噴流が地面をたたく振動が大きく計測された. また，着陸時は，着陸時の衝撃ではなく，逆噴射による減速時の飛行機の振動が大きく計測された. どちらも，そのまま盛土の固有振動数の推定に用いるには課題があるように思われた.

（６）空港盛土のアセットマネジメントの一環として，耐震補強工事に伴う掘削等が近隣地盤の応力状態に及ぼす影響を評価する手法として，特殊治具を用いた常時微動計測の適用性を検討した. 簡単な治具を用いた常時微動の計測により，近隣地盤の掘削の影響を定性的には評価することができた. 今後の耐震補強等における近接施工の影響評価に活用可能である見通しが得られた.

＜参考文献＞

1) 液状化による構造物被害予想プログラム FLIP(Ver.6.0.6)取扱説明書，pp.4-18～4-24，2007.
2) Matsuo, O., Saito, Y., Sasaki, T., Kondo, K. and Sato, T.: Earthquake-induced flow slides of fills and infinite slopes, Soils and Foundations, Vol.42, No.1, pp.89-104, 2002.
3) 松丸貴樹，小島謙一，渡辺健治，舘山勝：模型振動実験による水を考慮した盛土の地震時挙動，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集，pp.251-256，2007.
4) 大川寛，杉田秀樹，佐々木哲也，水橋正典：山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集，pp.257-260，2007.
5) Thi Ha, Sasaki, Y., Tsuchida, T., Kano, S.: Study on rainwater infiltration in subsoil of sandy slopes during rainfall by field monitoring, Proc. of 2nd International Conference GEDMAR08, Nanjing, China, pp.508-515, 2008.
6) 一井康二：降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集(CD-ROM)，Vol.28，No.188，2005.
7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
8) Towhata, I. and Ishihara K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, pp.523-530, 1985.
9) 福政俊浩，村上晴茂，西原玲二，木村裕之，ラザビ・ソヘイル：自然斜面の耐震工法に関す実験と解析（その２），第 36 回地盤工学研究発表会講演概要集，No.1173，pp.2315-2316，2001.
10) Athapaththu, A. M. R. G., Tsuchida, T., Suga, K., Kano, S.: A lightweight dynamic cone penetrometer for evaluation of shear strength of natural masado slopes, Doboku Gakkai Ronbunshuu C, Vol.63, No.2, pp.403-416, 2007.
11) ティハ，土田孝，佐々木康：自然斜面における雨水浸透・流出の原位置観測，こうえいフォーラム第 16 号／2007.12.
12) 水上純一：能登空港の被害
13) 地盤工学会：能登空港地震動
14) 土木学会論文集